

4本杭支持独立フーチングの曲げ耐力に関する実験的研究

その他（別言語等） のタイトル	Experimental Study on Bending Strength of Four Pile Caps
著者	大築 和夫, 鈴木 邦康
雑誌名	室蘭工業大学研究報告. 理工編
巻	41
ページ	1-19
発行年	1991-11-11
URL	http://hdl.handle.net/10258/782

4 本杭支持独立フーチングの曲げ耐力に関する実験的研究

大築和夫, 鈴木邦康

Experimental Study on Bending Strength of Four Pile Caps

Kazuo OHTSUKI and Kuniyasu SUZUKI

Abstract

In this paper seventy-four reinforced concrete pile caps, each with four piles were tested under vertical load. The variables involved were spacing of piles, arrangement of reinforcement, side length column and depth of pile cap. For all pile caps final failure was in bending.

In regard to the ultimate bending strength the results of the test were compared with the values calculated according to the provision for the bending in A.I.J. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (1982), to the equations proposed by others and to that by authors.

To conclude the discussions the calculated values according to the author's equation agreed well with the experimental results.

1. はじめに

杭支持独立フーチングの曲げ設計は直接基礎のそれに準じて行れており, 日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準1982年版¹⁾ (以下, RC規準'82と略記) では曲げ応力算定断面を柱表面を通る断面 (以下, 柱表面断面と言う) に取ってよいとしている。一般的に杭支持独立フーチングのスラブ厚は直接基礎のそれよりも厚く, 柱表面断面と杭心との距離が短く, スラブ厚が厚いような場合, 柱表面断面に対して設計すると殆んど鉄筋を必要としないような結果となる。しかし, そのようなプロポーションの杭支持独立フーチングに対して直接基礎の設計法 (耐力算定法) を適用することの妥当性について十分検討した研究は見当らない。フーチングのスラブ厚の厚い場合を対象とした耐力算定式としてはトラス理論に基づく Yan の式²⁾ および Blévyot と Frémy の式³⁾ があるが, それらの式の実際への適用性についても必ずしも十分に検討されていないように思われる。

このような観点に立ち, 本報は柱表面断面と杭心間距離が短かく, かつスラブ厚が厚い4本杭支持独立フーチングの曲げ耐力性状を明らかにし, そして適切な曲げ耐力推定法を見出すことを目的として, 著者らがこれまでに行って来た実験結果^{4)~7)} およびその後の実験結果^{8), 9)} を総括的に取纏めたものである。

2. 実験の概要

2.1 試験体種別

実験はフーチング平面の四隅に杭が配置された4本杭支持独立フーチングを対象として行われ、試験体は曲げ破壊することを期待して設計された。また、実験は目的を異にして6回に渡って行われたのでそれらを実験Ⅰ～Ⅵと呼ぶことにする。

試験体の概要を表－1に、それらの配筋例を図－1に示す。いずれの試験体も加力装置の関係からスラブ平面の大きさを90cm×90cmとした。各試験体の配筋は次のようにして決めた。

i) 実験Ⅰの試験体⁴⁾

実験Ⅰは杭配置の違いによる曲げ耐力の差異を見るために計画されたもので、ここに取上げた試験体はその実験の中で杭が四隅に配置されたものである。フーチングスラブの配筋は、建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準1975年版に則って設計用モーメントを求め、このモーメントによって柱表面位置のスラブ断面の有効幅(柱幅+スラブ厚)内の鉄筋(本実験では全スラブ幅に渡って均等配筋しているので有効幅内鉄筋量を全幅と有効幅との比で求めることにした)が降伏するように定めた。

ii) 実験Ⅱの試験体⁴⁾

実験Ⅱの試験体も実験Ⅰと同様の目的で作成された試験体の一部で、スラブの配筋は実験Ⅰの結果を参照して、ACI Code¹⁰⁾の方式(現在のRC規準'82に同じ)にならって杭反力によって柱表面断面に生ずる全モーメントを求め、これによってその断面の全スラブ幅内の鉄筋が降伏するように定めた。

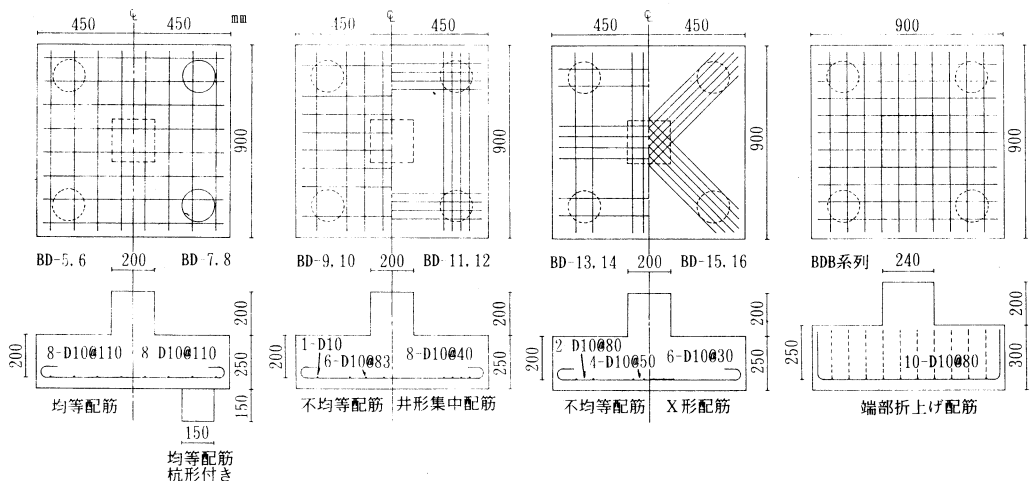


図1 スラブ配筋例

4 本杭支持独立フーチングの曲げ耐力に関する実験的研究

iii) 実験Ⅲの試験体⁴⁾

実験Ⅲの試験体は主として配筋法の耐力に及ぼす影響を検討するために計画されたもので、各試験体の特徴は次の通りである。

BD-5, 6: 柱表面断面に直交する全引張鉄筋が降伏するときの荷重が Moe のせん断耐力式¹¹⁾で求められる荷重よりも小さくなるように鉄筋量を定め、これを均等配筋した場合。

表1 試験の体概要

実験別 No.	試験体記号	板厚(有効厚) Cmm	柱断面 Cmm×Cmm	スラブ配筋	鉄筋比 %	備 考	
I 1, 2	BD-1.2	15(12)	18×18	6-D100150	0.394	均等配筋	
II 3, 4	BD-3.4	15(12)	18×18	11-6φ 75	0.256	均等配筋	
III	5, 6	BD-5.6	25(20)	20×20	8-D100110	0.317	均等配筋
	7, 8	BD-7.8	25(20)	20×20	8-D100110	0.317	均等配筋, 杭形付き
	9, 10	BD-9.10	25(20)	20×20	8-D10	0.317	不均等配筋
	11, 12	BD-11.12	25(20)	20×20	8-D100 40	0.317	井形集中配筋
	13, 14	BD-13.14	25(20)	20×20	8-D10	0.317	不均等配筋
	15, 16	BD-15.16	25(20)	20×20	6-D100 30	0.336	X形配筋
IV	17, 18	BD-20-1.2	20(15)	24×24	10-D100 80	0.528	均等配筋
	19, 20	BD-30-1.2	30(25)	24×24	10-D100 80	0.317	均等配筋
	21, 22	BD-40-1.2	40(35)	24×24	10-D100 80	0.226	均等配筋
	23, 24	BDC-20-1.2	20(15)	24×24	10-D100 30	0.528	井形集中配筋
	25, 26	BDC-30-1.2	30(25)	24×24	10-D100 30	0.317	井形集中配筋
	27, 28	BDC-40-1.2	40(35)	24×24	10-D100 30	0.226	井形集中配筋
	29, 30	BDB-20-1.2	20(15)	24×24	10-D100 80	0.528	端部折上げ配筋
	31, 32	BDB-30-1.2	30(25)	24×24	10-D100 80	0.317	端部折上げ配筋
V	33, 34	BDB-40-1.2	40(35)	24×24	10-D100 80	0.226	端部折上げ配筋
	35, 36	B-30-20-1.2	30(25)	20×20	5-D100170	0.158	均等配筋
	37, 38	B-35-20-1.2	35(30)	20×20	6-D100130	0.158	均等配筋
	39, 40	B-40-20-1.2	40(35)	20×20	7-D100120	0.158	均等配筋
	41, 42	B-45-20-1.2	45(40)	20×20	8-D100100	0.158	均等配筋
	43, 44	B-25-30-1.2	25(20)	30×30	4-D100220	0.158	均等配筋
	45, 46	B-30-30-1.2	30(25)	30×30	5-D100170	0.158	均等配筋
	47, 48	B-35-30-1.2	35(30)	30×30	6-D100130	0.158	均等配筋
VI	49, 50	B-40-30-1.2	40(35)	30×30	7-D100120	0.158	均等配筋
	51, 52	B-30-25-1.2	30(25)	25×25	5-D100170	0.158	均等配筋
	53, 54	B-35-25-1.2	35(30)	25×25	6-D100130	0.158	均等配筋
	55, 56	B-40-25-1.2	40(35)	25×25	7-D100120	0.158	均等配筋
	57, 58	B-45-25-1.2	45(40)	25×25	8-D100100	0.158	均等配筋
	59, 60	BC-35-25-1.2	35(30)	20×20	6-D100 40	0.158	井形集中配筋
	61, 62	BC-35-25-1.2	35(30)	25×25	6-D100 40	0.158	井形集中配筋
	63, 64	BC-35-30-1.2	35(30)	30×30	6-D100 40	0.158	井形集中配筋
	65, 66	BC-45-25-1.2	45(40)	25×25	8-D100 40	0.158	井形集中配筋
	67, 68	BC1-35-25-1.2	35(30)	25×25	8-D100 40	0.211	井形集中配筋
	69, 70	BC2-35-25-1.2	35(30)	25×25	10-D100 40	0.264	井形集中配筋
	71, 72	B1-35-25-1.2	35(30)	25×25	8-D100100	0.211	均等配筋
	73, 74	B2-35-25-1.2	35(30)	25×25	10-D100 85	0.264	均等配筋

杭間隔は実験Ⅰ～実験Ⅳ(No. 1~34)では60cm, 実験Ⅴ及び実験Ⅵでは45cm

BD-7, 8 : BD-5, 6 に杭形を設けた場合。なお、杭形は無筋でフーチングスラブと一体にコンクリートを打設した。(図-1 参照)

BD-9, 10 : 全鉄筋量を BD-5, 6 と同じとし、これを有効幅 (柱幅+スラブ厚) 内と有効幅外の鉄筋比が 2 : 1 になるように分け、それぞれの部分に均等配筋した場合。(図-1 参照)

BD-11, 12 : BD-5, 6 と同じ鉄筋量を各方向ごとに 2 分して、杭を結ぶ線上にフーチングの辺と平行に井形状に集中配筋した場合。

BD-13, 14 : BD-5, 6 と同じ鉄筋量を柱直下に半分、残りの半분을更に 2 分し、それぞれ杭を結ぶ線上にフーチングの辺と平行に集中配筋した場合。

BD-15, 16 : 全鉄筋量が BD-5, 6 のそれとほぼ等しくなるようにし、鉄筋をフーチングの対角線と平行に杭を結んで集中配筋した場合。

以上のうち BD-9, 10 は RC 規準 '75 に従った場合であり、BD-11~16 は Clarke¹²⁾ が耐力の増加が期待出来るとした配筋法にならったものである。

iv) 実験Ⅳの試験体⁵⁾

実験Ⅳは Blevot-Frémy³⁾ がトラス理論が良く適合するとしているスラブ厚の厚い場合について、その適否を検証することを目的として行われた。試験体は均等配筋として鉄筋端にフックを設けたもの (BD 系列)、先の BD-11, 12 と同様に杭上に井形に集中配筋したもの (BDC 系列) および均等配筋として鉄筋端をスラブ上端より 2 cm の位置まで折上げたもの (BDB 系列、図-1 参照) の 3 系列で、各系列毎にスラブ厚を 20, 30, 40 cm の 3 種とした。

鉄筋量は均等配筋とした BD-20 について、建築学会 RC 規準 '79 による曲げ耐力が、著者らが提案したパンチング耐力式⁴⁾ による値よりも小さくなるように定め、他の試験体の鉄筋量もこれと同じとした。

v) 実験Ⅴの試験体⁶⁾

実験Ⅳまでの試験体は杭間隔がいずれの場合も杭径の 4 倍と広く、杭心と柱表面間距離も広い場合であって、学会の RC 規準 '82 で最小杭間隔 (杭径の 2.5 倍) としているようなものについての検討が必要と考えられた。そこで、実験Ⅴでは杭間隔を実際の設計で多く採用されていると考えられる杭径の 3 倍として、スラブ厚および柱断面を変化させた試験体について実験した。試験体の設計に際しては、実験Ⅳと同様にして鉄筋量を定めスラブ厚に拘らず鉄筋比を一定とした。

vi) 実験Ⅵの試験体⁸⁾

実験Ⅵは実験Ⅴと同様の目的で行ったもので、柱断面、スラブ厚、鉄筋比および配筋法を変え、実験Ⅴの補足実験として実施したものである。試験体の設計等は実験Ⅴと同じである。

なお、以上の試験体では実験Ⅳの BDB 系列の試験体を除き、いずれも鉄筋端にフックを設けた。

2.2 試験体の材料および製作

使用した材料の性質およびコンクリートの調合等を表-2および表-3に示す。

試験体の成形にはメタルフォームを用い、先ずフーチングスラブのコンクリートを打設し、実験Ⅰでは翌日、その他の実験では5～6時間後に柱型のコンクリートを打設した。その後、柱形頂部のキャッピング（実験Ⅰ～Ⅳのみ、実験Ⅰ：材令3日、実験Ⅱ～Ⅳ：材令1日）および型枠取りはずし（実験Ⅰ：材令6日、

その他の実験：材令3日）の短時間を除き、実験Ⅰでは材令28日、実験Ⅱ～Ⅳでは材令14日、実験Ⅴ、Ⅵでは所定の強度（約220 kg/cm²）発現まで試験体全面をビニールシートで覆い、以降シートを取り除いて実験時（実験Ⅰ：材令35～45日、実験Ⅱ：

表2 鉄筋の強度

実験別	種別	断面積(公称) cm ²	降伏点応力度 kg/cm ²	引張強さ kg/cm ²	破断伸び %
I	D10	0.713	3800	5340	28.0
II	6φ	0.251*(実測)	3030	3740	27.0
III	D10	0.713	3920	5440	32.4
IV	D10	0.713	3990	5620	25.4
V	D10	0.713	3980	5510	27.9
VI	D10	0.713	4010	5510	27.9

表3 骨材およびコンクリートの調合

実験別	骨材				調合						
	砂		砂利		調合強度 kg/cm ²	スランプ cm	水セメント比 %	水 kg/m ³	セメント kg/m ³	砂 kg/m ³	砂利 kg/m ³
	粒度	粗粒率	粒度	粗粒率							
I	≤5mm	3.20	≤20mm	6.20	240	18	62	174	280	899	964
II	≤5	3.00	≤25	6.90	300	18	58	161	278	970	1034
III	≤5	3.26	≤20	6.75	280	18	61	165	271	950	1020
IV	≤5	2.99	≤25	6.91	280	18	57	177	309	885	1021
V	≤5	2.79	≤20	6.53	240	18	63	169	268	926	1030
VI	≤5	2.93	≤25	6.86	240	18	63	169	268	926	1030
備考	粗骨材：北海道鶴川産の川砂利										
	細骨材：北海道富岸産の海砂										
	セメント：普通ポルトランドセメント（日鉄）										

材令15～18日、実験Ⅲ：材令27～42日、実験Ⅳ：材令27～37日、実験Ⅴ：材令36～41日、実験Ⅵ：材令28～37日）まで実験室内で気中養生した。

試験体製作時に各試験体ごとに6本の15cmφ×30cm（実験Ⅰ～Ⅲ）又は、10cmφ×20cm（実験Ⅳ～Ⅵ）の標準供試体を作成し、前記の試験体と同一条件で養生した後、フーチング試験時に圧縮試験（3本）並びに割裂試験（3本）を行った。標準供試体の試験結果は表-4に他の実験結果と共に一括して示した。

2.3 載荷および支持方法

実験Ⅰ～Ⅳでは図-2(a)に示すように、アムスラー型圧縮試験機（最大容量200 ton）のテーブルの上に、十字形載荷台、球座、試験体の中心と支点を結ぶ方向に移動するローラー、長方形載荷板を重ね、更に杭頭を模した厚さ3 cm、直径15 cmの鋼板製円形載荷板を介して試験体を置き、擬静的に載荷した。なお、各支点の反力量を検出するために検長5 mmのワイヤーストレンゲージを球座受けに貼付し、あらかじめ荷重-ひずみ関係を計測してロードセルとして用いた。ロードセルの検出精度は80 kgであった。

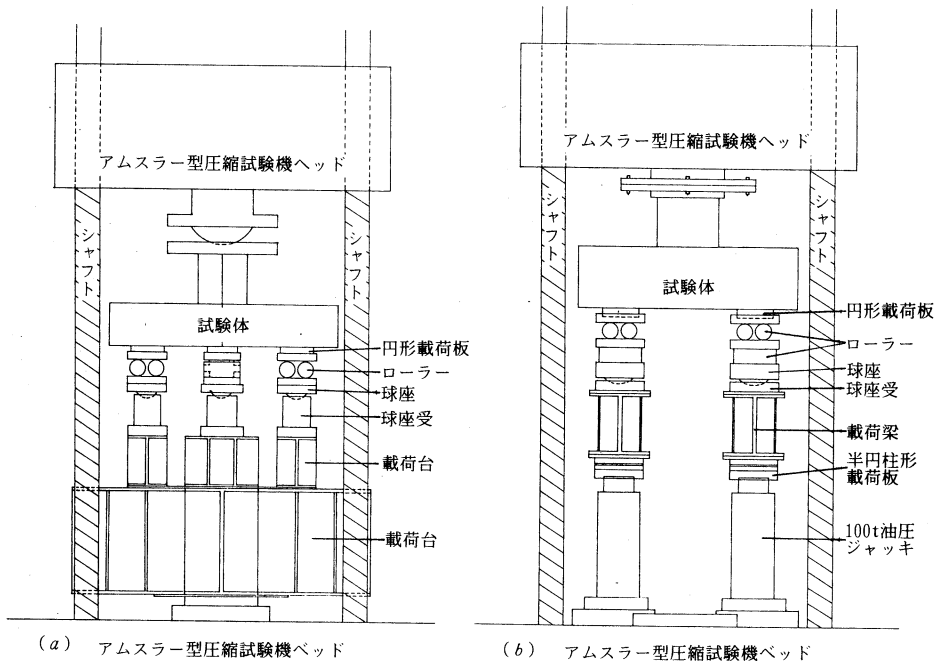


図2 載荷装置

実験結果によればアムスラー試験機の指示荷重に対する反力の和の比は 1 ± 0.02 の範囲にあった。また、最大荷重直前までの全荷重段階について、各支点の反力と全荷重の $(1/4)$ の値との比を求めた結果、いずれの試験体とも、その比の値は大多数が、 1 ± 0.15 の範囲にあり、荷重が大きくなるにしたがって1.0に収束する傾向が見られた。実験結果にはこの反力のばらつきによると思われる特別な現象は見られなかった。

実験Ⅴ，Ⅵでは、上記の各支点反力の不均等分布を解消するために図-2(b)に示すように同試験機のテーブルの上に2台の連装油圧ジャッキ（容量各100 ton），載荷はり，球座，球座受け，任意方向に移動可能な厚さ4 cmの載荷板を介して直交する二段重ねのローラーを置き，更に上記の場合と同様にして試験体を置き，載荷した。

2.4 変位計測方法およびひずみ計測方法

i) 変位計測方法

実験Ⅱ～Ⅳでは図-3(a)に示すフーチング底面各点の垂直方向変位を試験機テーブルに固定した計測用フレームに取りつけた最小目盛 $1/100\text{ mm}$ のダイヤルゲージで計測した。フーチング底面中央点のたわみは、以上で示した支点両側のダイヤルゲージ(図の1と2および4と5)による計測値から支点中央点の変位を求め、この値をフーチング底面中央点の計測値から差し引いて算出した。

実験Ⅴではジャッキ直上の荷はり上端を基準にしてフーチング底面中央点の鉛直方向変位を計測した。

実験Ⅵでは図-3(b)に示す各点の鉛直方向変位を計測し、先の場合と同様にして3点のたわみを求めた。

以上で求めたたわみあるいは鉛直方向変位の急増するときの荷重を降伏荷重とした。

ii) フーチング底面のひずみ計測法

初亀裂荷重を、実験時の周囲の環境および観察者の能力に左右されることなく、精度良く把握するために、試験体No.29~34では図-4(a)に示すように、そして試験体No.35~50では同(b)に示すように、フーチング底面に検長67mmのワイヤーストレングージを貼付し、各荷重階(荷重増分1 ton)ごとにそのひずみを計測した。なお、ゲージの貼付位置については別途行った三次元弾性有限要素法解析結果を参照して決めた。

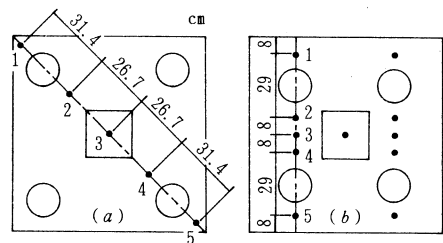


図3 変位計測位置

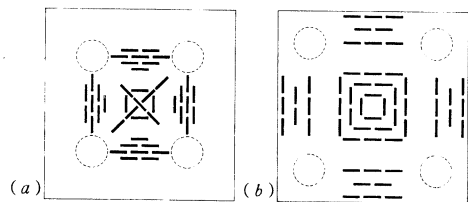


図4 W.S.G貼付位置

3. 実験結果および考察

3.1 亀裂分布について

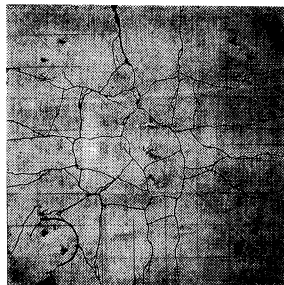
写真(a)~(h)に最終時のフーチング底面の亀裂分布状態の一例を示す。フーチング底面の初亀裂はいずれの試験体とも柱形直下の中央付近あるいは隣接する杭支点間の中間付近に生じた。

写真(a)は杭間隔が杭径の4倍、スラブの鉄筋比が0.528%,そして均等配筋の場合であるが、この試験体では初亀裂は辺と平行に杭支点を結んだ線上の中央付近に生じ、最大荷の約60%時の亀裂分布は各対辺を結んだ井形状となった。最大荷重時には写真に見られるように亀裂分布は複雑となり、既存の井形状に分布した亀裂が大きく開口し、終局に達した。

スラブ厚が薄く、鉄筋比の大きいものでは上記と類似した亀裂分布となり、鉄筋比の小さいものでは井形状に分布した亀裂のみが大きく開口し、終局に達する傾向がある。

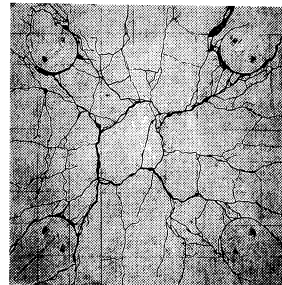
(a)

BD-20-1



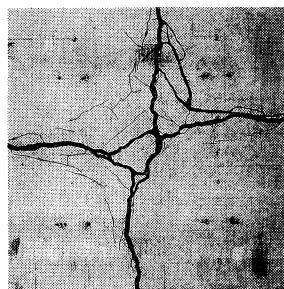
(b)

BDC-20-1



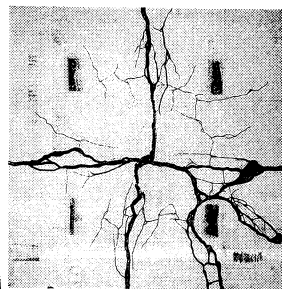
(c)

B-35-25-1



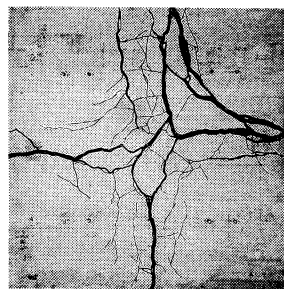
(d)

BC-35-25-1



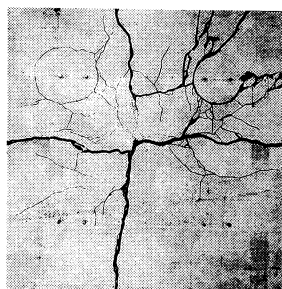
(e)

B-45-25-1



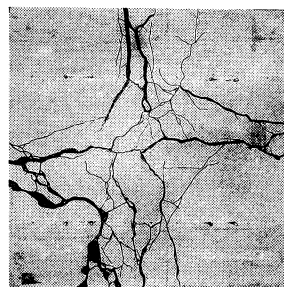
(f)

BC-45-25-1



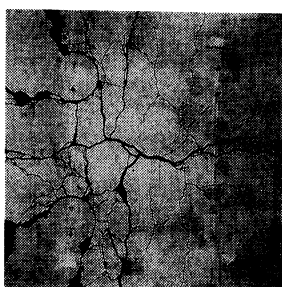
(g)

B2-35-25-1



(h)

BC2-35-25-1



写真(b)は写真(a)と同じプロポーシヨンの試験体で杭支点上に井形に集中配筋した場合であるが、初亀裂は柱形直下のフーチング底面に生じ、その後最大荷重の60%程度まで荷重が増加する間に柱形直下にリング状に生じた亀裂から多数の亀裂が放射状にフーチング周辺に向かって進展した。その後荷重の増加に伴い亀裂数も増し、やがて既存の亀裂が大きく開口し最大荷重に達する。スラブ厚が薄く、井形集中配筋の場合はいずれもこのような亀裂状態を示した。

写真(c)～(f)は杭間隔が杭径の3倍、スラブの鉄筋比が0.158%の場合の最終亀裂状況である。(c)、(d)はスラブ厚が35cmで均等配筋と井形集中配筋、(e)(f)はスラブ厚が45cmで均等配筋と集中配筋の場合である。これらのものではいずれもフーチング底面中央あるいはその近辺に生じた初亀裂が荷重の増加と共にスラブ平面を4分割するように十字形に進展し、スラブ側面の亀裂も終局時近くまでは、主となるものは一本のみである。終局時には写真に見られるように対辺を結ぶ亀裂が大きく開口し、変形のみ増大する状態となった。

配筋法の違いによる亀裂分布を比較すると、集中配筋のものでは杭支点到に内接するような亀裂を生ずる傾向が見られるが、均等配筋ではそのような亀裂の発生は見られない。

スラブ厚の違いについて見るとスラブ厚の厚いものほど終局時には多くの亀裂を生ずる傾向が見られる。

写真(g)(h)は写真(c)(d)と同じプロポーシヨんで鉄筋比のみを0.264%と増した場合の最終亀裂状態である。これらのものも最大荷重の70%～80%までは前述の(c)、(d)の場合と同様の亀裂進展状況を示すが、終局時には対辺を結ぶように伸びた亀裂が1～2本となり、スラブ側面の亀裂もこれに対応して1～2本となった。最終時の亀裂分布は写真に見られるように鉄筋比の少ない場合に比べると幾分複雑になっている。

なお、鉄筋比が多いもの、あるいはスラブ厚が厚いものでは、最大荷重を示し、亀裂が開口して変形のみが増大して除々に荷重が低下する段階でスラブ側面に斜め亀裂が生じ、写真に見られるように杭支点周辺に大亀裂を生ずる結果となった。

また、写真(c)～(h)に見られるようにスラブ厚の厚く、杭間隔の狭いものでは、最終破壊をもたらす亀裂位置はRC規準'82で応力算定断面としている柱表面断面とは異なる。このことは終局耐力を考える上で十分配慮する必要があると考えられる。

3.2 亀裂荷重について

i) 亀裂荷重実験値について

実験結果得られた初亀裂荷重を表-4の初亀裂荷重の欄に示す。表中、試験体No.1～No.28およびNo.51～No.74の初亀裂荷重は肉眼によりスラブ底面に亀裂が発生したことを確認したときの荷重である。従ってこの値には、観察しにくかったこと、および観察能力に個人差があることから多少の誤差が含まれていると考えられる。その他の試験体の初亀裂荷重はスラブ底面に貼付したワイヤーストレンゲージのひずみ測定値から求めた値であって、同欄の最初の値はひずみ計測

表 4 実験結果の諸荷重

No.	試験体記号	F _c kg/cm ²	F _t kg/cm ²	E _{1/3} ×10 ³ kg/cm ²	初亀裂荷重 P _{ct} ton	長期曲げ 許容荷重 P _{cat} ton	P _{cat} P _{cat}	降伏荷重 ton	最大荷重 ton
1	BD-1	241	22.5	2.29	8.0	9.4	(0.85)	17.0	17.9
2	2	223	22.4	2.19	7.0	9.4	(0.74)	17.0	18.5
3	BD-3	265	23.9	3.16	9.0	4.4	(2.05)	9.5	12.8
4	4	248	27.9	3.06	7.0	4.4	(1.59)	9.0	12.9
5	BD-5	254	24.5	3.16	17.0	21.9	(0.78)	47.0	48.0
6	6	251	25.9	3.02	18.0	21.9	(0.82)	47.0	49.0
7	7	300	27.0	3.33	16.0	21.9	(0.73)	48.0	51.0
8	8	289	24.5	3.38	15.0	21.9	(0.68)	49.0	51.7
9	9	237	22.4		18.0	21.9	(0.82)	42.0	48.0
10	10	257	27.6		18.0	21.9	(0.82)	45.0	47.0
11	11	276	28.6	3.29	16.0	21.9	(0.73)	49.0	50.0
12	12	293	29.9	3.39	20.0	21.9	(0.91)	48.0	49.5
13	13	272	26.7	3.30	15.0	21.9	(0.68)	44.0	47.5
14	14	248	23.7	3.22	16.0	21.9	(0.73)	44.0	47.0
15	15	264	25.8	3.32	18.0	23.3	(0.77)	49.0	50.0
16	16	255	24.8	3.05	15.0	23.3	(0.64)	47.0	48.0
17	BD-20-1	293	26.9	3.18	17.0	22.9	(0.74)	47.0	49.0
18	2	271	28.1	3.12	16.0	22.9	(0.70)	46.0	48.0
19	BD-30-1	286	29.0	3.13	32.0	38.1	(0.84)	76.0	80.0
20	2	262	30.6	3.19	35.0	38.1	(0.92)	84.0	86.0
21	BD-40-1	293	27.5	3.15	50.0	53.4	(0.94)	122.0	128.0
22	2	270	25.8	3.23	48.0	53.4	(0.90)	112.0	118.0
23	BDC-20-1	308	26.9	3.47	16.0	22.9	(0.70)	45.0	48.0
24	2	307	33.9	3.40	14.0	22.9	(0.61)	47.0	48.0
25	BDC-30-1	326	27.3	3.60	26.0	38.1	(0.68)	84.0	86.5
26	2	334	33.1	3.70	28.0	38.1	(0.73)	83.0	85.0
27	BDC-40-1	293	28.6	3.70	44.0	53.4	(0.82)	114.0	122.0
28	2	307	25.0	3.50	50.0	53.4	(0.94)	112.0	126.0
29	BDB-20-1	350	29.5	3.34	14.0	22.9	(0.66)	47.0	49.0
30	2	355	36.7	3.38	15.7	22.9	(0.72)	46.0	49.0
31	BDB-30-1	328	32.6	3.30	30.4	38.1	(0.83)	82.0	84.5
32	2	305	31.7	3.23	31.2	38.1	(0.87)	82.0	84.0
33	BDB-40-1	338	31.7	3.33	47.5	53.4	(0.97)	120.0	122.0
34	2	303	31.1	3.13	49.0	53.4	(1.01)	116.0	122.0
35	B-30-20-1	283	24.7	3.17	31.1	27.5	(1.28)	55.0	56.0
36	2	269	24.1	2.92	30.6	27.5	(1.21)	53.0	55.0
37	B-35-20-1	305	25.8	3.04	44.6	39.5	(1.28)	74.0	78.0
38	2	294	26.1	3.33	43.0	39.5	(1.23)	74.0	79.0
39	B-40-20-1	290	23.7	3.01	52.5	53.8	(1.10)	98.0	104.0
40	2	293	24.9	3.52	50.4	53.8	(1.05)	98.0	104.0
41	B-45-20-1	303	25.7	3.07	68.1	70.3	(1.08)	124.0	129.0
42	2	331	27.0	3.07	69.6	70.3	(1.11)	126.0	130.0
43	B-25-30-1	283	22.7	3.05	32.0	29.3	(1.17)	57.0	60.0
44	2	310	25.7	3.06	32.9	29.3	(1.22)	52.0	56.0
45	B-30-30-1	309	25.6	2.95	41.0	45.8	(0.97)	74.0	84.0
46	2	319	26.2	3.34	44.9	45.8	(1.07)	78.0	82.5
47	B-35-30-1	275	24.3	2.89	51.4	65.9	(0.86)	98.0	113.5
48	2	291	23.1	3.12	57.3	65.9	(0.98)	100.0	112.5
49	B-40-30-1	290	25.7	2.93	73.6	89.7	(0.90)	126.0	145.0
50	2	306	23.2	3.16	70.3	89.7	(0.88)	122.0	151.0
51	B-30-25-1	287	29.7	2.93	39.0	34.3	(1.14)	62.0	70.0
52	2	324	34.7	3.12	47.0	34.3	(1.37)	64.0	71.0
53	B-35-25-1	304	33.0	2.90	58.0	49.4	(1.17)	80.0	99.0
54	2	296	34.2	2.91	71.0	49.4	(1.44)	84.0	92.0
55	B-40-25-1	286	28.7	2.83	75.0	67.3	(1.11)	108.0	125.0
56	2	301	33.1	2.81	74.0	67.3	(1.10)	110.0	123.0
57	B-45-25-1	308	31.9	2.97	70.0	87.8	(0.80)	128.0	148.0
58	2	310	29.5	2.93	61.0	87.8	(0.69)	130.0	147.0
59	BC-35-20-1	306	34.9	2.97	60.0	39.5	(1.52)	70.0	79.0
60	2	317	33.0	3.06	49.0	39.5	(1.24)	68.0	81.0
61	BC-35-25-1	302	27.8	2.89	52.0	49.4	(1.05)	84.0	99.0
62	2	306	29.8	2.91	48.0	49.4	(0.97)	84.0	98.0
63	BC-35-30-1	298	32.5	2.92	58.0	65.9	(0.88)	96.0	120.0
64	2	307	29.1	2.88	59.0	65.9	(0.90)	100.0	116.0
65	BC-45-25-1	305	27.7	2.88	66.0	87.7	(0.75)	133.0	150.0
66	2	300	29.0	2.91	66.0	87.8	(0.75)	135.0	152.0
67	BC1-35-25-1	257	28.7	2.79	50.0	65.9	(0.76)	110.0	118.0
68	2	299	28.9	2.88	48.0	65.9	(0.73)	105.0	119.0
69	BC2-35-25-1	300	27.6	2.93	46.0	82.4	(0.55)	128.0	138.0
70	2	303	28.7	2.96	50.0	82.4	(0.61)	129.0	136.0
71	B1-35-25-1	279	30.4	2.73	54.0	65.9	(0.82)	98.0	107.0
72	2	315	29.5	2.94	56.0	65.9	(0.85)	98.0	117.0
73	B2-35-25-1	312	29.9	2.99	53.0	82.4	(0.64)	129.0	135.0
74	2	300	28.0	2.82	53.0	82.4	(0.64)	128.0	135.0

4 本杭支持独立フーチングの曲げ耐力に関する実験的研究

値が検長67mmの間で可視亀裂幅(0.02mm)に相当する伸びが生ずるとしたときのひずみ度 (299×10^{-6})に達したときの荷重であり、後の値は同じく検長67mmの間で一様に見掛けの曲げ引張強度に相当するひずみを生じ、更に可視亀裂幅に相当するひずみ ($299 \times 10^{-6} + 1.8\sqrt{F_c} / E_{\text{き}}$)に達した時の荷重である。ただし、コンクリートの見掛けの曲げ引張強度を $1.8\sqrt{F_c}$ 、引張側のヤング係数を圧縮試験より求めた値 $E_{\text{き}}$ に等しいとした。また、各荷重段階のひずみ計測値を直線補間して亀裂荷重を求めた。実験中は計測用コードが障害となり、肉眼による亀裂観察はできなかったが、両者の荷重間で可視亀裂が生じたとしても大きな誤りはないものと考えられる。

まず、均等配筋で鉄筋端部の定着法のみを異にする試験体No.17～No.22及びNo.29～No.34の初亀裂荷重について見ると、前者は肉眼観察によって判定した値、後者はひずみ計測値から判定した値であるが両者をスラブ厚を同じくするもの同志比較すると、いずれのスラブ厚でも比較的近似した値となっている。このことから肉眼観察によって得た亀裂荷重も十分信頼性のあるものと考えられる。

次に、均等配筋としたものと杭支点上に井形集中配筋したもの (No.5,6とNo.11,12), (No.17,18とNo.23,24), (No.19,20とNo.25,26), (No.21,22とNo.27,28), (No.37,38とNo.59,60), (No.53,54とNo.61,62), (No.47,48とNo.63,64), (No.57,58とNo.65,66), (No.71,72とNo.67,68), (No.73,74とNo.69,70)について見ると初亀裂荷重は均等配筋としたものの方が幾分大きくなる傾向が見られるが、その差異は必ずしも明瞭ではなく、先に述べた実験時の観察環境および観察者の能力の差異等を考えれば、配筋法の違いによる初亀裂荷重の差異は小さいと考えられる。

次に鉄筋量のみを異にする均等配筋の (No.53,54とNo.71,72とNo.73,74), 集中配筋の (No.61,62とNo.67,68とNo.69,70)について見ると、鉄筋量の違いによる特別な差異は見られず、本実験範囲程度の鉄筋量の違いでは初亀裂荷重に与えるその影響は小さいと考えられる。

以上のように配筋法の違いおよび鉄筋量の違いの初亀裂荷重に与える影響は小さいものと考えられる。

ii) 亀裂荷重実験値と長期曲げ許容荷重の比較

表-4の長期曲げ許容荷重欄は実験で使用した鉄筋をSD35 (No.3,4はSR30)相当とし鉄筋の長期許容引張応力度を 2200 kg/cm^2 (No.3,4は 1600 kg/cm^2)としてRC規準'82に従って求めた長期曲げ許容荷重およびそれに対する初亀裂荷重実験値の比を示したものである。なお曲げ許容荷重は $j = 7d/8$ として $M = a_t \cdot f_t \cdot j$ より $P_{\text{cal}} = 2a_t \cdot f_t \cdot j / \ell$ として算定した。 ℓ は柱表面と杭心間距離。試験体No.29～No.50のものについては、実験値として表-4の初亀裂荷重欄の中の大きい方の値を取った。

表中の比の値が1より小さいものでは長期曲げ許容荷重内で亀裂が生ずることを意味する。表の値によると丸鋼を使用した鉄筋応力の小さいNo.3,4, 柱断面の小さいもの、即ち ℓ が大きいNo.35～No.42, No.59,60およびNo.51～56, スラブ厚が比較的薄く、鉄筋比の小さいNo.43,44以

外では長期曲げ許容荷重内で亀裂を生ずることになる。

また比の値はスラブ厚、柱断面、杭間隔等のフーチングのプロポーシオンと鉄筋比によって変化することがわかる。

フーチングは地中に埋設され、何らかの損傷が生じてでも発見されず、また発見されたとしても補強することが極めて困難であること、更に亀裂の発生は鉄筋の腐蝕を招き、構造耐力上重大な支障を来す恐れがあるため、亀裂を生じさせないようにフーチングを設計する必要があると考える。

このような観点に立てば、表-4に見られるように長期曲げ許容荷重内で亀裂を生ずることはフーチング設計上、極めて重大な事柄であり、今後早急に適切な設計法を見出す必要があると考える。この点については別途検討する。

3.3 終局耐力について

i) 曲げ降伏荷重実験値および最大荷重実験値について

表-4に実験値の曲げ降伏荷重および最大荷重を示した。

降伏荷重はスラブ底面の鉛直方向変位計測値が急激に増加し始めたときの荷重であり、最大荷重は変形のみが増加し荷重が上昇しなくなったときの荷重である。

実験Ⅱの鉄筋量の等しい試験体No.5～No.14の降伏荷重について同種2体の平均で比較すると、有効幅内と幅外の鉄筋比を2:1としたNo.9,10および柱形直下と杭を結ぶ線上に田型に集中配筋したNo.13,14の値が他のものより10%程度小さな値を示している。これは大きな応力の生ずる中央部分に鉄筋を多く集中させているため、亀裂発生後に特にその部分の剛性が他の部分よりも大きくなって、一層応力集中を招く結果となり、降伏を早めたのではないかと考えられる。それ以外の試験体では、配筋法の違いあるいは杭形の有無による降伏荷重の差は認められない。

最大荷重についても降伏荷重と同様にNo.9,10, No.13,14の値が他のそれよりも低い値となっているが、それらの割合は降伏荷重の場合よりも小さい。

次に実験Ⅳの試験体No.17～No.34の降伏荷重および最大荷重について、それぞれ同じスラブ厚のもの同士について比較すると、均等配筋、井形集中配筋および均等配筋で鉄筋端をスラブ上端近くまで折上げたものの間には特別な差異は見られない。

また杭間隔を狭くした実験ⅤおよびⅥの試験体No.35～No.74の中で、配筋法（均等配筋と井形集中配筋）のみ異にするもの同士の降伏荷重および最大荷重について比較すると、スラブ厚の厚いNo.57,58とNo.65,66および鉄筋比0.264%のNo.71,72とNo.67,68では集中配筋としたそれぞれの後者の方が降伏荷重、最大荷重とも幾分大きくなっているが、その他の試験体では均等配筋と集中配筋の間に特別な差異は見られない。

以上のことから、本実験の範囲内のプロポーシオンのものでは均等配筋と集中配筋による耐力差は小さいものと考えられる。

ii) 曲げ降伏荷重実験値と既往の終局耐力推定式との比較

表一5に曲げ降伏荷重実験値と既往の終局耐力推定式との比較を示す。

表中 R C '82方式の値は応力算定断面を R C 規準'82に準じて柱表面断面に採り，その断面内の応力中心間距離を A C I Code に準じて採った(1)式によって，降伏線理論の値は図一5のように降伏線を仮定することによって導かれた(2)式によって，トラス理論値は(3)式および(4)式によって決めた。

R C '82方式

$$P_{cal} = 2 a_t \cdot f_y \cdot j / \ell \quad (1)$$

降伏線理論式

$$P_{cal} = \frac{m(4B^2 - 4Br - r^2)}{(\ell_p - r)(B - r)} \quad (2)$$

トラス理論式

$$\text{Yanの式}^{2)} \quad P_{cal} = 4 \cdot d \cdot a_t \cdot f_y \left/ \left\{ \ell_p \cdot \left(1 - \frac{r^2}{3 \ell_p^2} \right) \right\} \right. \quad (3)$$

$$\text{Blévo}t - \text{Fré}my \text{の式}^{3)} \quad P_{cal} = 4 \cdot d \cdot a_t \cdot f_y \left/ \left\{ \ell_p \cdot \left(1 - \frac{r}{2 \ell_p} \right) \right\} \right. \quad (4)$$

ここに， P_{cal} ：曲げ終局荷重計算値， a_t ：一方向の鉄筋の全断面積

f_y ：鉄筋の降伏点応力度， $j = (d - a_t \cdot f_y / 1.7 F_c \cdot B)$

d ：スラブの有効せい， F_c ：コンクリート強度， $m = a_t \cdot f_y \cdot j / B$

r ：柱幅， B ：スラブ幅， ℓ_p ：杭間隔， ℓ ：柱表面と杭心間距離

表によると R C 規準'82方式の値に対する実験値の比は No.35～No.74までのものでは全て1.0以下となっている。この比を縦軸に取り横軸に有効スラブ厚(d)と柱表面一杭心間距離(ℓ)との比 d/ℓ を取って図示すると図一6のようになる。この図より d/ℓ の値が概ね2.0を越えるようなものでは比の値は1.0以下になると言える。即ち，R C '82方式によって算定される曲げ降伏荷重は d/ℓ が2.0を越えるようなプロポーシヨンの4本杭支持独立フーチングに対して過大評価を与えることになる。

次に降伏線理論による値について見ると R C '82方式による値よりも若干小さく算定されるが，R C '82方式の場合と同様に No.35～No.74のものでは実験値よりも大きくなっており，危険側の評価を与えることになる。

トラス理論による値について見ると Yan の式²⁾および Blévo t-Frémy の式³⁾による値はいずれの試験体でも過小評価を与える結果となり，上記の R C '82方式の値が適応しなくなる d/ℓ が

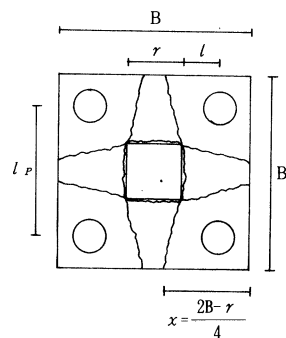


図5 降伏線

表5 終局耐力の比較

No.	試 験 体 号	降伏 荷重 P_y ton	R C ' 82方式		降伏線理論 P_{cat} ton	ト ラ ス 理 論		提 案 式 P_{cat} ton
			P_{cat}	P_y		Y a n	Blévo t-Frény	
			P_{cat}	P_y		P_{cat}	P_y	
1	BD-1	17.0	17.9(0.95)	17.7(0.96)	13.4(1.27)	15.3(1.11)		
2	2	17.0	17.8(0.96)	17.6(0.97)	13.4(1.27)	15.3(1.11)		
3	BD-3	9.5	9.4(1.01)	9.3(1.02)	6.9(1.38)	7.9(1.20)		
4	4	9.0	9.4(0.96)	9.3(0.97)	6.9(1.30)	7.9(1.14)		
5	BD-5	47.0	43.4(1.08)	42.7(1.10)	31.0(1.52)	35.8(1.31)		
6	6	47.0	43.4(1.08)	42.7(1.10)	31.0(1.52)	35.8(1.31)		
7	7	48.0	43.6(1.10)	42.9(1.12)	31.0(1.55)	35.8(1.34)		
8	8	49.0	43.6(1.12)	42.9(1.14)	31.0(1.58)	35.8(1.37)		
9	9	42.0	43.3(0.97)	42.7(0.98)	31.0(1.35)	35.8(1.17)		
10	10	45.0	43.4(1.04)	42.8(1.05)	31.0(1.45)	35.8(1.26)		
11	11	49.0	43.5(1.13)	42.8(1.14)	31.0(1.58)	35.8(1.37)		
12	12	48.0	43.6(1.10)	42.9(1.12)	31.0(1.55)	35.8(1.34)		
13	13	44.0	43.5(1.01)	42.8(1.03)	31.0(1.42)	35.8(1.23)		
14	14	44.0	43.4(1.01)	42.7(1.03)	31.0(1.42)	35.8(1.23)		
15	15	49.0	46.0(1.07)	45.3(1.08)				
16	16	47.0	46.0(1.02)	45.3(1.04)				
17	BD-20-1	47.0	45.4(1.04)	44.3(1.06)	30.1(1.56)	35.6(1.32)		
18	2	46.0	45.2(1.02)	44.1(1.04)	30.1(1.53)	35.6(1.29)		
19	BD-30-1	76.0	77.0(0.99)	75.1(1.01)	50.1(1.52)	59.3(1.28)		
20	2	84.0	76.8(1.09)	74.9(1.12)	50.1(1.68)	59.3(1.42)		
21	BD-40-1	122.0	108.6(1.12)	106.0(1.15)	70.1(1.74)	83.0(1.47)		
22	2	112.0	108.5(1.03)	105.8(1.06)	70.1(1.60)	83.0(1.35)		
23	BDC-20-1	45.0	45.5(0.99)	44.4(1.01)	30.1(1.50)	35.6(1.26)		
24	2	47.0	45.5(1.03)	44.4(1.06)	30.1(1.56)	35.6(1.32)		
25	BDC-30-1	84.0	77.2(1.09)	75.3(1.12)	50.1(1.68)	59.3(1.42)		
26	2	83.0	77.3(1.07)	75.4(1.10)	50.1(1.66)	59.3(1.40)		
27	BDC-40-1	114.0	108.6(1.05)	106.0(1.08)	70.1(1.63)	83.0(1.37)		
28	2	112.0	108.7(1.03)	106.1(1.06)	70.1(1.60)	83.0(1.35)		
29	BDB-20-1	47.0	45.7(1.03)	44.6(1.05)	30.1(1.56)	35.6(1.32)		
30	2	46.0	45.7(1.01)	44.6(1.03)	30.1(1.53)	35.6(1.29)		
31	BDB-30-1	82.0	77.2(1.06)	75.4(1.02)	50.1(1.64)	59.3(1.38)		
32	2	82.0	77.1(1.06)	75.2(1.03)	50.1(1.64)	59.3(1.38)		
33	BDB-40-1	120.0	108.9(1.10)	106.3(1.02)	70.1(1.71)	83.0(1.45)		
34	2	116.0	108.7(1.07)	106.1(1.02)	70.1(1.65)	83.0(1.40)		
35	B-30-20-1	55.0	56.0(0.98)	55.1(1.00)	33.8(1.63)	40.5(1.36)	49.8*(1.10)	
36	2	53.0	56.0(0.95)	55.1(0.96)	33.8(1.57)	40.5(1.31)	49.8*(1.06)	
37	B-35-20-1	74.0	80.7(0.92)	79.5(0.93)	48.6(1.52)	58.4(1.27)	68.1(1.09)	
38	2	74.0	80.7(0.92)	79.4(0.93)	48.6(1.52)	58.4(1.27)	68.1(1.09)	
39	B-40-20-1	98.0	109.8(0.89)	108.1(0.91)	66.2(1.48)	79.5(1.23)	92.7(1.06)	
40	2	98.0	109.8(0.89)	108.1(0.91)	66.2(1.48)	79.5(1.23)	92.7(1.06)	
41	B-45-20-1	124.0	143.5(0.86)	141.2(0.88)	86.4(1.44)	103.8(1.19)	121.1*(1.02)	
42	2	126.0	143.7(0.88)	141.4(0.98)	86.4(1.46)	103.8(1.21)	121.1*(1.04)	
43	B-25-30-1	57.0	59.7(0.95)	57.3(0.99)	23.7(2.41)	30.3(1.88)	53.9*(1.06)	
44	2	52.0	59.8(0.87)	57.3(0.91)	23.7(2.19)	30.3(1.72)	53.9*(0.96)	
45	B-30-30-1	74.0	93.5(0.79)	89.6(0.83)	37.0(2.00)	47.3(1.56)	70.1*(1.06)	
46	2	78.0	93.5(0.83)	89.6(0.87)	37.0(2.11)	47.3(1.65)	70.1*(1.11)	
47	B-35-30-1	98.0	134.4(0.73)	128.8(0.76)	53.3(1.84)	68.1(1.44)	90.8(1.08)	
48	2	100.0	134.5(0.74)	128.9(0.78)	53.3(1.88)	68.1(1.47)	90.8(1.10)	
49	B-40-30-1	126.0	183.0(0.69)	175.4(0.72)	72.5(1.74)	92.7(1.36)	123.6(1.02)	
50	2	122.0	183.2(0.67)	175.5(0.70)	72.5(1.68)	92.7(1.32)	123.6(0.99)	
51	B-30-25-1	62.0	70.5(0.88)	68.7(0.90)	35.4(1.75)	44.0(1.41)	58.7*(1.06)	
52	2	64.0	70.7(0.91)	68.8(0.93)	35.4(1.81)	44.0(1.45)	58.7*(1.09)	
53	B-35-25-1	80.0	101.7(0.79)	98.9(0.81)	51.0(1.57)	63.3(1.26)	78.4(1.02)	
54	2	84.0	101.6(0.83)	98.9(0.85)	51.0(1.65)	63.3(1.33)	78.4(1.07)	
55	B-40-25-1	108.0	138.3(0.78)	134.6(0.80)	69.4(1.56)	86.2(1.25)	106.7(1.01)	
56	2	110.0	138.4(0.79)	134.7(0.82)	69.4(1.59)	86.2(1.28)	106.7(1.03)	
57	B-45-25-1	128.0	180.8(0.71)	175.9(0.73)	90.7(1.41)	112.6(1.14)	139.4(0.92)	
58	2	130.0	180.8(0.72)	175.9(0.74)	90.7(1.43)	112.6(1.15)	139.4(0.93)	
59	BC-35-20-1	70.0	81.3(0.86)	80.0(0.88)	49.0(1.43)	58.8(1.19)	68.6(1.02)	
60	2	68.0	81.4(0.84)	80.1(0.85)	49.0(1.39)	58.8(1.16)	68.6(0.99)	
61	BC-35-25-1	84.0	101.7(0.83)	98.9(0.85)	51.0(1.65)	63.3(1.33)	78.4(1.07)	
62	2	84.0	101.7(0.83)	98.9(0.85)	51.0(1.65)	63.3(1.33)	78.4(1.07)	
63	BC-35-30-1	96.0	135.5(0.71)	129.9(0.74)	53.7(1.79)	68.6(1.40)	91.5(1.05)	
64	2	100.0	135.6(0.74)	129.9(0.77)	53.8(1.86)	68.6(1.46)	91.5(1.09)	
65	BC-45-25-1	133.0	180.7(0.74)	175.9(0.76)	90.7(1.47)	112.6(1.18)	139.4(0.95)	
66	2	135.0	180.7(0.75)	175.9(0.77)	90.7(1.49)	112.6(1.20)	139.4(0.97)	
67	BC1-35-25-1	110.0	134.6(0.82)	131.0(0.84)	68.0(1.62)	84.5(1.30)	104.6(1.05)	
68	2	105.0	135.0(0.78)	131.3(0.80)	68.0(1.54)	84.5(1.24)	104.6(1.00)	
69	BC2-35-25-1	128.0	168.0(0.76)	163.5(0.78)	85.0(1.51)	105.6(1.21)	130.7(0.98)	
70	2	129.0	168.0(0.77)	163.5(0.79)	85.0(1.52)	105.6(1.22)	130.7(0.99)	
71	B1-35-25-1	98.0	134.8(0.73)	131.2(0.75)	68.0(1.44)	84.5(1.16)	104.6(0.94)	
72	2	98.0	135.1(0.73)	131.5(0.75)	68.0(1.44)	84.5(1.16)	104.6(0.94)	
73	B2-35-25-1	129.0	168.1(0.77)	163.6(0.79)	85.0(1.52)	105.6(1.22)	130.7(0.99)	
74	2	128.0	168.0(0.76)	163.5(0.78)	85.0(1.51)	105.6(1.21)	130.7(0.99)	
比の平均								1.03
標準偏差								0.05
変動率								5.0%

*印は1.5< l_p/d ≤2.5の範囲にあるもの

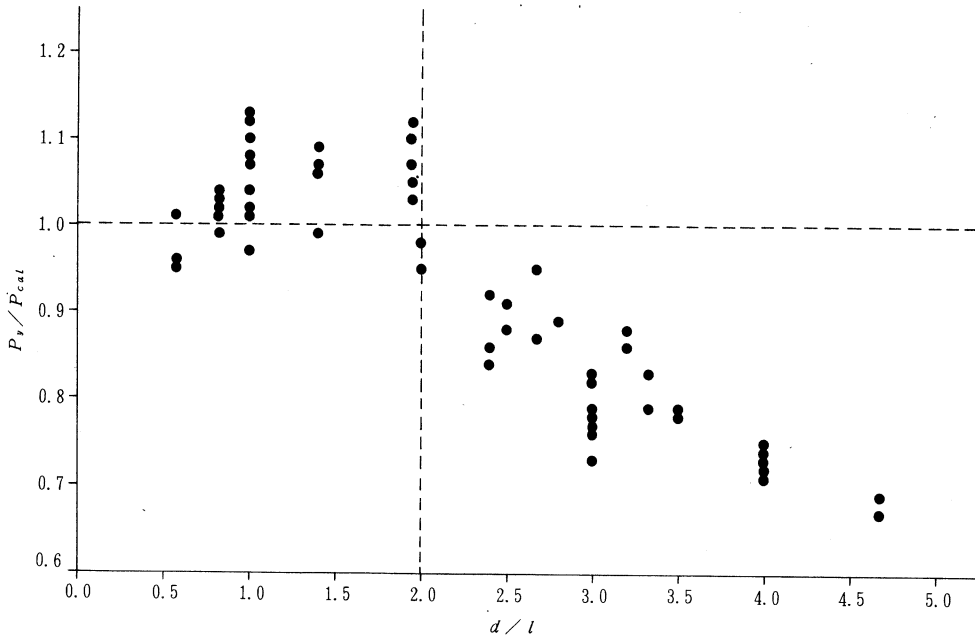


図6 RC標準'82方式の値と実験値との比較

2.0を越えるもの(No.35～No.74)について計算値に対する実験値の比の平均および標準偏差を取るとYanの式では1.64および0.23, Blévet-Frémyの式では1.32および0.16となり, 両式とも実験値に十分対応しているとは言えない。

以上のように, d/l の値が2.0を越えるような4本杭支持独立フーチングの曲げ耐力を精度良く推定し得る式は見当たらない。

4. トラス理論に基づく耐力推定式について

4.1 既往のトラス理論式の考え方

トラス理論に基づく耐力推定式としては前述のYanの式²⁾およびBlévet-Frémyの式³⁾がある。Yanの式は柱の軸力がスラブ上面の柱断面内に均等に分布し, その面上の応力が各杭中心直上の鉄筋位置にコンクリートの斜め圧縮応力ストラットとして伝達され, 杭直上の鉄筋位置でその鉛直成分は杭の鉛直方向反力と釣合い, その水平成分は鉄筋の引張応力と釣合うとして導かれている。

一方Blévet-Frémyの式は柱の軸力がスラブ上面からある距離だけ上方の柱断面の中心に集中しているとし, その点から各杭中心直上の鉄筋位置を結ぶ形でトラスを構成するとして導かれている。鉄筋位置での応力の釣合いは, Yanの場合と同様である。そして, 柱から各杭中心直上の鉄筋位置に伝達される応力は柱側面より柱幅の1/4の点を通るとしている。

これら両式を導くに際して、スラブ上面の柱脚部の鉛直応力分布については何ら検証されておらず、前章の実験値との比較結果から見ても柱脚部の応力分布の仮定の適否が、耐力推定式の精度に大きく影響すると思われる。

4.2 有限要素法解析による柱脚部の鉛直応力分布

図－7はNo.51モデルについて、コンクリートの亀裂を考慮した有限要素法解析によって得られた柱脚部の鉛直方向応力度分布を示したものである。なお、この応力度は柱脚部各節点の節点力をその負担面積によって除して求めたものであり、解析に際しての要素分割は図－8のようである。

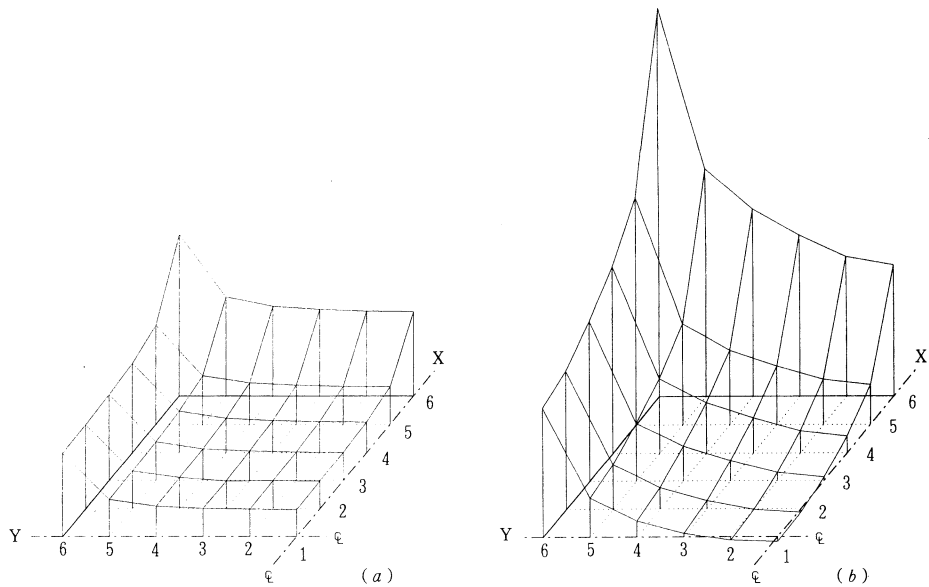


図7 柱脚部の鉛直方向応力度分布

図－7(a)は亀裂が鉄筋位置より一段上の要素まで進展した時点での柱脚部の応力分布であり、同図(b)は亀裂が下から7段目要素まで進展した時のそれである。

本解析ではコンクリートの非線形性、コンクリートと鉄筋間の付着特性のモデル化等がフーチングの終局時の状態まで十分に表現し得るものではないため、同図の応力状態が必ずしも実際の応力状態を厳密に再現しているわけではないが、実験によれば杭支持独立フーチングが曲げ降伏する時、スラブ側面で観察される亀裂は図－7(b)の応力状態のときの亀裂と同様スラブ上面近くまで達していることから、図に見られる柱脚部の鉛直応力分布は、杭支持独立フーチングが降伏するときの柱脚部の応力分布状態に近似していると考えても大きな誤りはないものと考ええる。

図－7(a)に見られるように柱脚部断面内の応力は、亀裂進展がスラブ内の鉄筋位置程度まで

進展した段階では柱隅角部及び柱周辺部で大きくなっているが、同時に柱断面中央部分にもほぼ均等な圧縮力が生じている。これに対して、亀裂がスラブ上面近くまで進展した段階では、柱隅角部及び柱周辺部の圧縮応力が極度に増大し、柱断面中央部では逆に引張応力を生ずるようになっている。図示はしなかったがスラブ厚が薄く、かつ杭間隔の広いもののほどこの傾向は強く、柱隅角部への応力の集中度は（杭間隔／スラブ厚）の大きいものほど顕著になると言える。

これらのことから4本杭支持独立フーチングの曲げ終局時には、柱軸力の大部分は柱脚部の隅角部を通る形で杭に伝達されるようになると思われることが出来る。

4.3 トラス理論に基づく耐力式の誘導

前節で述べたような柱脚部の応力分布状態を考慮し、4本杭支持独立フーチングの終局時には次のようなトラスが構成されるものと仮定する。

柱軸力はスラブ上面で柱断面の4半分の合力位置を通して各杭に斜めの圧縮ストラットとして伝達され、その水平成分は杭直下の鉄筋位置で鉄筋の引張力と釣合い、その鉛直成分は杭の軸方向反力と釣合うものとする。

(図-9)

そして、柱脚部断面内の圧縮応力分布を図-10のような三角形分布と仮定し、斜め圧縮ストラットはこの応力の合力位置を通るものとする。ただし、合力位置は（杭間隔／スラブ厚）の値によって変るものとする。

ここで、応力が図-10のような三角形分布のときの合力位置を求めると、中心軸から $3r/8$ の位置となり、図-11に示した関係より、トラスの高さ x は次のように求まる。

$$\frac{a}{2} : x = \frac{a}{2} - \frac{3}{8} r : d$$

$$\therefore x = 4ad / (4a - 3r) \quad (5)$$

また図-12の応力の釣合関係より T_{AB} は次のように求まる。

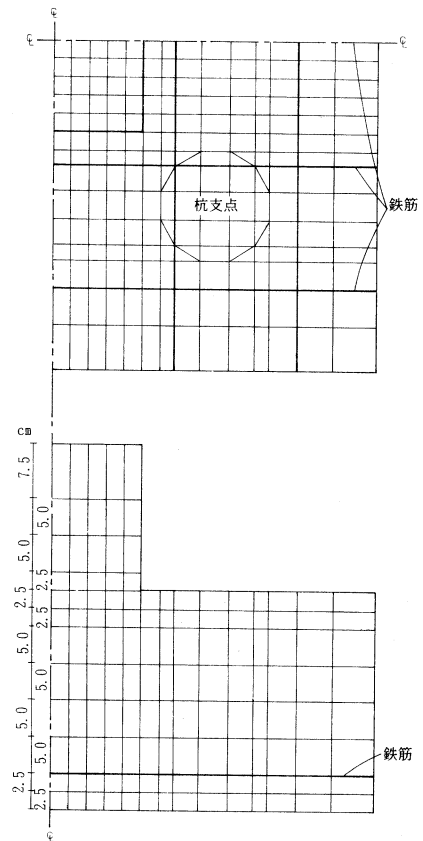


図8 要素分割

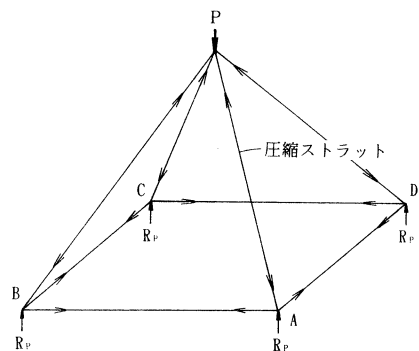


図9 トラス構成概念図

3) 柱表面－杭心間距離 ℓ と有効スラブ厚 d との比 d/ℓ が 2.0 を越えるようなプロポーシヨンの 4 本杭支持独立フーチングの終局耐力は R C 規準'82 方式によって求められるそれを下回る。

4) 既往のトラス理論による終局耐力推定値はいずれも実験値を過小評価している。

5) 本論で提案したトラス理論に基づく終局耐力推定式は d/ℓ が 2.0 を越えるプロポーシヨンのフーチング実験値に対して十分な精度で対応する。

今後は、柱断面形状と杭配置（杭心を結んだ形状）が相似でない場合の終局耐力及び亀裂荷重とフーチングプロポーシオン、鉄筋比の関係について明らかにする必要がある。

終りに、本報の実験は本学大学院修了生ならびに学部卒業生の多くの方々のご協力のもとに行われたものであることを記し、心から感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，(1988)
- 2) H.T.Yan：“Bloom-Base Allowance in The Design of Pile Caps”，Civil Engineering and Public Works Review, Vol.49, No.575, P.493～495, May (1954), No.576, P.622～623, June (1954)
- 3) J. Blévo and R. Frémy：“Semelles sur pieux”，Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Vol.20, No.230, P.223～295, Feb.(1967)
- 4) 小幡，大築：“鉛直荷重を受ける杭支持独立フーチングの終局耐力に関する研究－Ⅰ，Ⅱ”，日本建築学会論文報告集第289号，P.41～52，(1980)，第299号，P.33～43，(1981)
- 5) 細矢，大築，他3：“鉛直荷重を受ける4本杭支持正方形独立フーチングの曲げ破壊性状について”日本建築学会北海道支部研究報告集No.54，P.28～31(1981)
- 6) 大築，石丸：“2本杭及び4本杭支持独立フーチングの曲げ破壊実験”日本建築学会北海道支部研究報告集No.63，P.71～74，(1990)
- 7) 大築：“4本杭支持独立フーチングの曲げ破壊性状について”日本建築学会学術講演梗概集(中国)P.817～818(1990)
- 8) 鈴木，大築：“4本杭支持独立フーチングの曲げ破壊性状について(その2)”日本建築学会学術講演梗概集(東北)(1991)
- 9) 大築，鈴木：“4本杭支持独立フーチングの曲げ耐力について”日本建築学会学術講演梗概集(東北)(1991)
- 10) ACI：“Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 313-83”
- 11) J. Moe：“Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads”，Bulletin D47, Research and Development Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, May (1961)
- 12) J. L. Clarke：“Behavior and Design of Pile Caps with Four Piles”，Cement and Concrete Association, London, Report No.42, 489, Nov.(1973)